

9. Закон України про енергозбереження // Закони України. – 1997. – №74/94, т.7. – С.281- 291.
10. Технологии энергосбережения и комфорта на выставке СНК MOSKOW 2001 // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2001. – №6. – С.40.
11. Ковальчук Ю.Г., Крамаренко Е.Р., Омельчук В.П. Енергозберігаючий будинок – теплий, комфортний і дешевий // Будівництво України. – 2001. – №1. – С.26-27.
12. Краснова Г.В., Юдашкина Т.А. Энерго- и материалосберегающая технология автоклавных строительных материалов с использованием промышленных отходов // Использование отходов в промышленности строительных материалов. Вып.26. – М.: ВНИИЭСМ. 1985. – С.45-58.
13. Шульга Ю.И. Энергоэффективность – проблема государственная // Энергоинформ. – 2003. – №26. – С.5.
14. Про підготовку Стратегії економічного та соціального розвитку України на 2002-2011 роки: Розпорядження Президента України, №372/2001 від 21.12.2001 р.
15. Печеник О.М. Применение при строительстве, реконструкциях и капитальных ремонтах жилых и общественных зданий ограждающих конструкций с повышенной тепловой защитой // Энергоэффективность и энергосбережение. – 2002. – №7. – С.23-26.
16. Табунщиков Ю.А., Бродач М.М. Научные основы проектирования энергоэффективных зданий // Энергосбережение. – 2002. – №7. – С.18-24.
17. Боронин В.Ф., Жуков Ю.П. Предложения по экономическому регулированию энергосбережения в Украине // Энергосбережение. – 2003. – №8. – С.14-16.
18. Исакович Г.А., Слудкин Ю.Б. Экономия топливно-энергетических ресурсов в строительстве. – М.: Стройиздат, 1988. – 324 с.
19. Шутенко Л.Н. Технологические основы формирования и оптимизации жизненного цикла городского жилого фонда (теория, практика, перспективы) – Харьков: Майдан. 2002. – 1054 с.
20. Шаленный В.Т. Организационно-технологические аспекты энергосбережения при модернизации производства конструкций и зданий из бетона. – Днепропетровск: Наука и образование, 2002. – 200 с.
21. Лужков Ю.М. Жилищная политика: основные направления, стратегия, перспективы // Промышленное и гражданское строительство. – 2000. – №7. – С.3-5.
22. Інноваційна стратегія українських реформ / Гальчинський А.С., Гасець В.М., Кінах А.К., Семиноженко В.П. – К.: Знання України, 2002. – 336 с.
23. Ачкасов А.Є. Стратегія і регулювання зайнятості населення України. Теорія і практика. – Житомир, 2002. – 512 с.

Получено 25.06.2004

УДК 624.131.381

Ю.Л.ВИННИКОВ, А.В.ЯКОВЛЄВ, кандидати техн. наук, В.С.ЯКОВЛЄВ
Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

ДО ПРОБЛЕМИ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ПЕНЕТРАЦІЇ

Пропонується нова методика визначення несучої здатності паль інтерпретацією даних лабораторних досліджень ґрунтів пенетрацією та плоским зрушенням.

Пальові фундаменти зарекомендували себе більш надійними в експлуатації ніж фундаменти на природній основі. У багатьох регіонах

на них зводиться до 40-70% будівель і споруд. Для визначення несучої здатності паль широке розповсюдження одержали розрахункові методи з використанням табл.1, 2 норм [1] залежно від виду, стану ґрунту, глибини розташування шарів на контакт з палею.

Але натурні статичні випробування паль дорогі й тривалі. Недолік розрахункових методів у тому, що значення питомого опору ґрунту під вістрям паль R і за їх бічною поверхнею f для глинистих ґрунтів приймають залежно від показника текучості I_L із градацією через 0,1. При такій зміні I_L значення R і f відрізняються в окремих випадках в 1,5-2,5 рази. Якщо врахувати, що точність визначення природної вологості 0,1%, а вологості на межі текучості та розкочування 1%, то для супісків точність визначення I_L складає 0,11-0,20, для глини 0,05-0,07. Похибка при визначенні I_L може призвести до помилки при розрахунку несучої здатності у 2-3 рази. При визначенні R і f не враховується й щільність ґрунту.

Отже мають перспективи комбіновані прийоми, що сполучають польові випробування ґрунту (зондом, палею-зондом, пенетрацією) й кореляційні залежності, які можна отримати з табл.1, 2 [1]. Тому за мету було поставлено удосконалення існуючих комбінованих методів визначення несучої здатності паль.

Раніше в ПолтНТУ було запропоновано емпіричну залежність між R і f [2]. Для дисперсних ґрунтів другого класу вона має вигляд

$$f = 6 + 0,0117 \cdot R. \quad (1)$$

Гадаємо, що краще було б таку залежність диференціювати окремо для пісків і глинистих ґрунтів. Зокрема, для 50 пар величин опорів глинистого ґрунту в межах змінності показника текучості від $I_L = 0,2$ до $I_L = 0,6$ маємо:

$$f = 9,84 + 0,0104 \cdot R, \quad (2)$$

а для 30 пар величин пилюватих, дрібних і середньої крупності пісків

$$f = 8,46 + 0,111 \cdot R. \quad (3)$$

За тими ж таблицями [1] з досить високою вірогідністю для глинистого ґрунту нами одержана залежність:

$$R = \left(\frac{H}{0,00512 \cdot 644701 I_L} \right)^{0,3365} \cdot 10^3 \text{ (кПа)}. \quad (4)$$

Підставивши вираз (4) до виразу (2), маємо:

$$f = 9,84 + 61,36 \left(H / 644701^{I_L} \right)^{0,3365} \quad (\text{кПа}). \quad (5)$$

У роботі [3] розрахована несуча здатність палі С5-30, що на 3 м занурена в суглинок з $I_L = 0,4$, при відстані вістря від поверхні $H = 4,4$ м. Середні глибини розташування проміжних шарів $H_1 = 2,15$ м і $H_2 = 3,65$ м. Для цих умов за розрахунковим методом [1] несуча здатність палі становить $F_d = 244,6$ кН.

За виразами (2), (4) для глибин $H = 4,4; 2,15; 3,65$ м значення R відповідно складає: 1605; 1261; 1507 кПа, а величини f за (2) становлять:

$$f_1 = 9,84 + 0,0104 \cdot 1261 = 23,0 \text{ кПа} \quad \text{і} \quad f_2 = 25,5 \text{ кПа}.$$

Тоді несуча здатність цієї ж палі за формулою (8) [1] дорівнює $F_d = 1,0 \cdot [1605 \cdot 0,09 \cdot 1,0 + 1,2 \cdot (1,0 \cdot 1,5 \cdot 23,0 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 25,5)] = 232$ кН.

Для пісків різного гранулометричного складу взаємозв'язок між величинами R і H можна виразити залежністю

$$R = \frac{H - A}{0,0069 + 0,00115 \cdot K}. \quad (6)$$

Тут показники A і K приймають залежно від виду пісків (таблиця).

Коефіцієнти A^* і K^* залежно від гранулометричного складу піску

Пісок	гравіюватий	крупний	середньої крупності	дрібний	пилуватий
A	-33,23	-66,23	-33,09	-29,30	-33,00
$K = Q/d$	0,125	1,0	2,0	7,5	20,0

* A визначають для кожного виду піску окремо, а коефіцієнт гранулометричного складу піску K – за співвідношенням кількості частинок Q , яка є граничною відповідно до вказівок ДСТУ Б В. 2.1-2-96, і діаметром частинок d (наприклад, для дрібного піску $K = 0,75 / 0,1 = 7,5$).

У прикладі 4.1 [3] паля С8-30 прорізає шари глинистих і піщаних ґрунтів. Для глибин $H_1 = 6,7$ м (пісок дрібний), $H_2 = 8,28$ м і $H_3 = 9,06$ м (пісок середньої крупності) за (6) маємо значення R : $R_1 = 2319$ кПа, $R_2 = 4497$ кПа, $R_3 = 4582$ кПа. Розрахункові опори пісків за бічною поверхнею палі за (3) складають:

$$f_1 = 8,46 + 0,0111 \cdot 2319 = 34,2 \text{ кПа};$$

$$f_2 = 8,46 + 0,0111 \cdot 4497 = 58,4 \text{ кПа.}$$

Несуча здатність цієї палі за формулою (8) [1] становить:

$$F_d = 1,0 \cdot [1,0 \cdot 4582 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1,0 \cdot 1,6 \cdot 34,2 + 1,0 \cdot 1,56 \cdot 58,4)] = 587 \text{ кН.}$$

В обох випадках сили тертя за бічною поверхнею палі в межах текучого суглинку ($I_L > 1$) не враховані. Перевірку величин F_d можна здійснити з використанням рекомендацій [1], які стосуються проектування забивних паль у ґрунтових умовах другого типу за просадочністю.

Для піщаних шарів у прикладі 4.1 [3] подані показники міцності піску: дрібний – $\gamma_{II} = 19,2 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_{II} = 30^\circ$; $c_{II} = 4 \text{ кПа}$; середньої крупності – $\gamma_{II} = 19,6 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_{II} = 34^\circ$; $c_{II} = 2 \text{ кПа}$. Їх розрахункові величини такі: $\varphi_I = 26^\circ$, $c_I = 2,7 \text{ кПа}$ (пісок дрібний); $\varphi_I = 30^\circ$, $c_I = 1,3 \text{ кПа}$ (пісок середньої крупності). На глибині $H = 6,7 \text{ м}$ і $H = 8,28 \text{ м}$, де діють відповідно тиски від власної ваги ґрунту $\sigma_{zg} = 118,3 \text{ кПа}$ і $\sigma_{zg} = 149 \text{ кПа}$, сили тертя за бічною поверхнею палі складають:

$$\tau = 0,7 \cdot 118,3 \cdot \operatorname{tg} 26^\circ + 2,7 = 43,1 \text{ кПа (пісок дрібний);}$$

$$\tau = 0,7 \cdot 149,0 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ + 1,3 = 61,5 \text{ кПа (пісок середньої крупності).}$$

Тоді несуча здатність палі С8-30 становить:

$$F_d = 1,0 \cdot [1,0 \cdot 3603 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1,0 \cdot 1,6 \cdot 43,1 + 1,0 \cdot 1,56 \cdot 61,5)] = 522 \text{ кН.}$$

Як бачимо, результати розрахунків за трьома різними підходами дають досить близькі значення несучої здатності палі: 587,4 кН; 522,0 кН; 550,0 кН.

Комбінований метод визначення несучої здатності палі за статичним зондуванням наконечником із кутом конічності $\alpha = 30^\circ$ (діаметр штанги менший за діаметр основи наконечника) і залежністю (1) запропоновано в ПолтНТУ [4]. Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі визначають через опір ґрунту зануренню наконечника q_s і коефіцієнт λ_0 , що залежить від виду ґрунту і величини q_s :

$$R = q_s \cdot \lambda_0. \quad (7)$$

Величину f визначають за виразом (1). Тоді несуча здатність палі становить

$$F_d = q_s \cdot A \cdot \lambda_0 + 0,0117 \cdot u_i \cdot \sum q_s \cdot h_i \cdot \lambda_i + 6 \cdot u \cdot \sum h_i. \quad (8)$$

У прикладі 4.28 [3], де за таким зондуванням і виразами (1) і (7) несуча здатність палі С8-30 в кількешаровій товщі (паля прорізає по-слідовно суглинок, дрібний пісок і спирається на супісок) становить $F_d = 761,7$ кН. Використовуючи вирази (2), (3) і враховуючи нашарування ґрунтів, несуча здатність палі становить:

$$F_d = 3500 \cdot 0,09 \cdot 1,06 \cdot 1,0 + 0,0104 \cdot 1,2 \cdot (2000 \cdot 2,06 \cdot 2,5 + 3500 \cdot 1,06 \cdot 2,25) + + 0,0111 \cdot 1,2 \cdot 5800 \cdot 0,5 \cdot 2,75 + 9,84 \cdot 1,2 \cdot (2,5 + 2,25) + 8,46 \cdot 1,2 \cdot 2,75 = 732,5 \text{ кН}.$$

Таким чином, диференційований підхід урахування виду ґрунту дає більш обґрунтовану величину, близьку до попередньої з приклада 4.28 [3]. Підкреслимо, що звичайно статичне зондування виконують у ґрунті природного стану, тобто дані відповідають певній інженерно-геологічній ситуації на момент зондування. Як вона зміниться через підтоплення території чи при аварійному замоканні, прогнозувати важко (покладаються на занижені величини R і f з табл.1, 2 [1]).

Якщо обладнання статичного зондування відсутнє, а інженерно-геологічні розвідування для оцінки можливості використання палей обмежене бурінням з відбором зразків непорушеної структури, доцільно використовувати ще один комбінований спосіб визначення несучої здатності палей – за допомогою penetрації.

Умовою використання методу є випробування зразків зв'язного ґрунту непорушеної структури на плоске зрушення з попередньою penetрацією їх наконечником з кутом конічності $\alpha = 30^\circ$ і розрахунком статистично обґрунтованої величини питомого опору penetрації $\overline{R_s}$. Для попередньо стиснених і насичених водою зразків одержують найменші показники міцності ґрунту, що відповідають його найнесприятливішому фізичному стану. Отже, для кожного інженерно-геологічного елемента (ІГЕ) маємо величини $\overline{R_s}$, τ , а також φ_{II} і c_{II} , які, як відомо [5], пов'язані між собою залежністю:

$$\tau = k_\varphi \cdot \overline{R_s} + tg \varphi \cdot \sigma_{zg} = \overline{R_s} \cdot \left(k_\varphi + \frac{tg \varphi}{R} \cdot \sigma_{zg} \right). \quad (9)$$

Досвід penetраційно-зрушувальних випробувань [2, 5], що має обсяг понад 50 комплексів, підтвердив зв'язок коефіцієнта $k_\varphi = c/\overline{R_s}$ з кутом внутрішнього тертя φ експоненціальною залежністю, що близька до виразу Є.М.Богданова [6]:

$$k_{\varphi} = 0,8656 \cdot e^{-0,0698 \cdot \varphi}. \quad (10)$$

Також відзначається зв'язок величини k_{φ} з одним із найважливіших у ґрунтознавстві показником для зв'язних середовищ – вологістю на межі текучості W_L , яку за ГОСТ 5180-84 теж знаходять пенетрацією конусом Васильєва з $\alpha = 30^\circ$

$$k_{\varphi} = k_1 \cdot W_L - k_2. \quad (11)$$

Мінливість іншого коефіцієнта виразу (9) теж пов'язана з величиною W_L :

$$\operatorname{tg} \varphi / \overline{R_s} = k_3 - W_L \cdot k_4. \quad (12)$$

Значення коефіцієнтів: $k_1 = 0,00756$; $k_2 = 0,0555$; $k_3 = 9,571$; $k_4 = 0,1767$.

Тоді рівняння (9) можна узагальнити:

$$\tau = \overline{R_s} \cdot \left[(k_1 \cdot W_L - k_2) + (k_3 - k_4 \cdot W_L) \cdot \sigma_{zg} \right]. \quad (13)$$

Тобто є можливість визначати з дослідів окремі величини R_{si} з подальшим статистичним аналізом, за дренажним консолюованим зрушенням ущільнених і водонасичених зразків – величини питомого опору зрушенню τ_i при різних величинах тиску від власної ваги ґрунту σ_{zg} , розрахункові величини φ_1 і c_1 . Залежно від програми випробувань усі ці параметри визначають також для зразків природного фізичного стану.

На цій базі пропонується метод визначення несучої здатності паль з використанням пенетрації. Рекомендується наступний алгоритм розрахунку.

1. Визначення розрахункового опору ґрунту під вістрям за питомим опором пенетрації $\overline{R_s}$ і коефіцієнтом λ_0 .
2. Визначення величин бічного опору ґрунту для ПГЕ, які прорізає паля, використовуючи залежність (13).
3. Визначення несучої здатності палі за виразом (8) норм [1], де величини R та f встановлені за даними пенетрації.

Нова комбінована методика визначення несучої здатності паль за лабораторними дослідженнями ґрунту пенетрацією і плоским зрушенням не потребує проведення дорогих польових випробувань паль і навіть статичного зондування ґрунту. Принципова можливість такого

підходу, на наш погляд, сумнівів не викликає, однак остаточні висновки плануємо оприлюднити лише після зіставлення результатів розрахунків і випробувань паль статичним навантаженням.

1.СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48с.

2.Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти / М.Л.Зоценко, В.І.Коваленко, А.В.Яковлев, О.О.Петраков, В.Б.Швець, О.В.Школа, С.В.Біда, Ю.Л.Винников. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.

3.Фундаменти будівель і споруд: Довід. посібник / Ю.Л.Винников, В.А.Муха, А.В.Яковлев, О.В.Андрієвська, С.В.Біда. – К.: Урожай, 2002. – 432 с.

4.Платонов Е.В., Зоценко Н.Л., Вагидов М.М. Определение несущей способности свай по данным статического зондирования // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1976. – № 1. – С. 23-25.

5.Яковлев А.В., Винников Ю.Л. Взаємозв'язок результатів досліджень водонасиченого лесового ґрунту penetрацією і плоским зрушенням // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып. 33 – К.: Техника, 2001. – С. 111-116.

6.Богданов Е.Н. Исследование закономерностей пенетрационных испытаний связных грунтов и их приложение к расчету свай: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. – Л.: ЛИИЖТ, 1978. – 24 с.

Отримано 24.05.2004

УДК 624.131

И.А.РУДЬ, канд. техн. наук

Харьковская национальная академия городского хозяйства

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ В ОДНОРОДНОМ НЕСУЩЕМ СЛОЕ ГРУНТА

Предлагается зависимость, упрощающая расчет осадки основания, представленного однородным слоем грунта, при проектировании ленточных фундаментов.

В практике строительства нередко встречаются случаи, когда глубина сжимаемой толщи H_C размещается в несущем слое, в пределах которого его строительные свойства не меняются.

Такой однородный несущий слой может быть как грунтом естественного сложения, так и грунтами искусственного происхождения, к которым можно отнести грунтовые подушки, насыпи земляных сооружений, намывные пески и т.п.

Осадка основания ленточных фундаментов S может быть определена с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформированного полупространства методом послойного суммирования [1] по формуле

$$S = \frac{\beta}{E} \sum_{i=1}^n \sigma_{zpi} h_i, \quad (1)$$